

Title	山くずれの実験的研究 (第1報)
Author(s)	遠藤, 隆一; 武居, 有恒; 大手, 桂二; 中島, 力; 橋本, 明
Citation	京都大学農学部演習林報告 = BULLETIN OF THE KYOTO UNIVERSITY FORESTS (1961), 33: 241-254
Issue Date	1961-10-10
URL	<a href="http://hdl.handle.net/2433/191349">http://hdl.handle.net/2433/191349</a>
Right	
Type	Departmental Bulletin Paper
Textversion	publisher

# 山くずれの実験的研究 (第1報)

遠藤 隆一・武居 有恒

大手 桂二・中島 力

橋本 明

Erperimental Study on the Landslide.  
(No. 1 report)

Ryuichi ENDO, Aritsune TAKEI,

Keiji ŌTE, Tsutomu NAKAJIMA,

Akira HASHIMOTO,

## 目 次

I 概 説	241	IV 総 括	252
II 実験装置及び実験方法	243	Summary	252
III 実験結果および考察	244		

## I 概 説

山くずれあるいは地すべりとは、山腹の斜面が自重によつて崩落する現象である、と簡単に定義されるが、この発生に関係する要素は決して簡単なものとはいえない。種々の関連要素を整理し、模型化した単純な条件下においてすら、理論的な方法による考察によつてはその機構を説明しうる限界が存在し、これと実際問題とのギャップを埋めるためには実験的な方法の成果に多くの期待をかけられる。

すなわち、山くずれの機構を解明しようとする場合に、現在までの我々の知識によつて説明しうるところはある一時点における状態に対する静力学的な考察に限られ、なおその上に、その一時点における状態は山くずれそのものに対する資料から出発したものではなく、抽象的な仮想の状態をもとにした類推にもとづいている。したがつて我々が説明しようとし、またある程度理解し得たとしている山くずれ現象とは、実際にはどのような過程において起り、どのような段階において生じている状態であるかを的確に認定するという問題に対して疑問の余地を残している。さらに言うならば、山くずれという現象を一層明確に理解するために今後究明されるべき問題の要点は何処にあるのか？ 現在利用しうる基礎理論によつてどのような現象を説明してゆけばよいのか？ という点に再び立ち帰る必要がある。

このような根本的な問題が此処に再提起されなければならないという理由は、山くずれあるいは地すべり現象に関する実地資料として客観的な正確さを有するものが皆無というべき現状であり、なお

その上今後においてもほとんど得られる見込がないという点に原因している。もちろん資料といつても、崩壊跡地に関するもの、地すべりにおける比較的安定な移動状態における観測資料がないわけではない。しかしながら、このような資料のみを安定状態から急激に崩壊へと移行する経過を推定する唯一の材料とすることによつても早新たな局面は開き得ないものと考えられる。この現象に関して従来知り得た知識の範囲内で、これに応用しうる基礎理論の活用によつて説明しうる範囲の限界に立ち到り、再び現象面の詳細な検討の段階へ来たものとみることができる。

さて、この場合実地の観測資料をうるということは、その現象の性質から言つて不可能と考えねばならず、結局模型実験によつて類似の現象を発生させ、これに対して観測を行なうほかない。山くずれの模型実験については、最も古くから試みられた方法は、水平にして土を詰めた箱を傾斜させ土を崩壊させる方法であつて、たとえば安蔵博士のすべり面の形に対する理論はこのような模型実験によつて裏付けられている（安蔵善之輔：地之面の形，土木学会誌，27—1，1941）。あるいはまた水平に置かれた箱の中に寒天あるいは粘土によつて斜面縦断形状を作り、これを起してその場合の変形状態を観察するという方法も行なわれている（たとえば、野坂忠孝：粘土及び寒天を用いた地滑りの模型実験，土木学会誌，20—12，1934）。これらの方法に共通した難点は 最初安定な応力条件にあるものを、重力の方向を変えることによつて異つた応力状態に導き崩壊させるという経過が、現実の崩壊現象といちじるしい差を有する点にある。崩壊する極限の状態のみをとりあげるならば、そこにはかなりの類似性がみとめられるであろうが、その間の経過についてはこれと実際の現象を結びつける手段に窮する。崩壊の原因は本来このような重力の方向の変化によるものではなく、土のせん断抵抗力の減小であることは広く認められるところであり、またこの減小に係する最も大きい要素が水であることも認められている。そこで固定した斜面に地表面から撒水し（人工降雨を与え）この浸透水によつて斜面を崩壊させ、その間の経過を観察、測定するという方法は、極めて当を得た手段であり、すでにこの方法による実験も 2，3 行なわれている。（たとえば藤崎における鉄道技術研究所の実験，神戸大学における田中茂氏の砂質斜面の崩壊実験など）しかし実際に実験を行なわれる際に起る問題点は、多量の流水によつて起る地表、地下の浸蝕の影響にある。この場合水は単に力学的な効果の外に機械的な破壊作用を伴い、これを排除した解釈を行ない、また類似現象の再現性をうる点で困難な問題が含まれるものと考えられる。

我々がここで行なつた方法は、傾斜した水槽の底面にそい透水性の高い層を作り、この層上の土層に透水層を通じて水圧を与え、中立応力の発生によるせん断抵抗力減小を生ぜしめ、これによつて上部の土層を崩壊させようとする方法である。しかして透水層を水槽の途中から下流部で断面を縮小させておくと、この部分を中心として高い水圧を発生させることが可能である。この場合縮小比を小さくすれば水圧は上端の水槽の水面とほぼ同じ水頭にまで達させうるが、このような極端な状態においては斜面地表からの地下水滲出が生じ、地下浸食をともなつて不規則な現象が現われる。また水圧上昇が激しいために水圧が変化する途中ですでに崩壊現象が始まり、作用している外力の変化と斜面の変形が同時に生じるために、その観測結果の解釈が困難になる。そこで上層と下層の透水性の比を適当に選り、縮小比を適当に選ぶことによつて一定水圧を負荷することを考えた。この定常状態は比較的容易に実現しうるのでこの場合の地表面ならびに土層の変形を観測し、さらに変化が見られない場合は流量を増加し、上端の水槽の水面を上昇させることによつて水圧の全面的増大をはかり、斜面が移動を開始するような状態を作り、その後の現象を測定した。

このような主旨で行なつた実験の結果、山くずれおよび地すべりにかなり類似すると認められるような運動状態を発生させることができたので、以下その観測結果について説明する。

## Ⅱ 実験装置および実験方法

実験に使用した水槽は長さ3000mm、幅300mm、高さ600mmの片面ガラス張鋼製水槽である。これを外径60mm、肉厚2.5mmの足場用鉄パイプを組み立てた枠によつて支持し、底面傾斜角 $30^\circ$ に保たれるように固定した。このパイプは接合金具により任意の形に組み立てることができるが、この場合実験の第一段階として、数値処理の便宜上および実際の山くずれ発生傾斜角の平均値に近い値として $30^\circ$ を選んだ。透水層に対する給水は水道に直接連絡したホースによつて行ない、斜面最上端の貯水槽はこれを別個に取りつけず、透水層部だけを開放（金網ばり）した遮水板で仕切り、この上部は粗い砂利を詰めこの上から給水した。この遮水板は最初水槽底面に直角に設けたところ、この面に沿う土層との分離が早期に起る傾向が見られたので、第3回の実験以後は遮水板を鉛直に改め、かつその表面に金網を張りつけ土層との分離を防ぐようにはかつたところ、以後の実験においてはこの境界面の影響とみとめられるような現象は起らなかった。

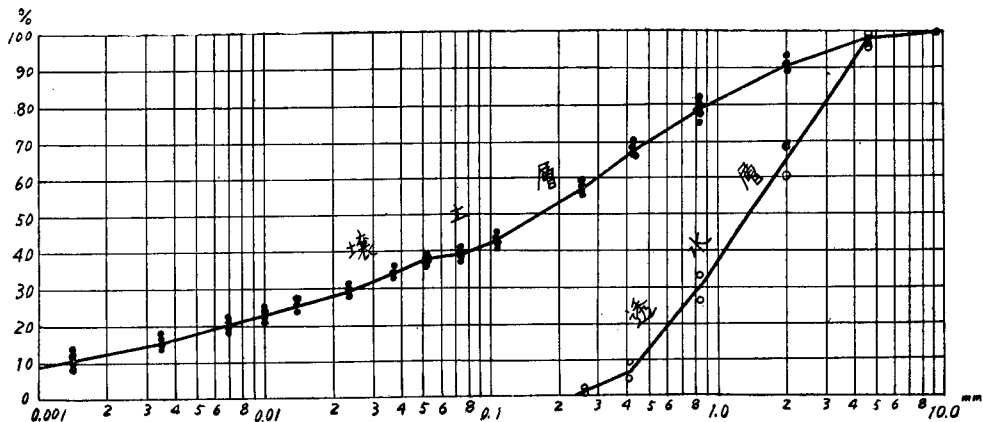
透水層は加茂川産川砂を最大粒径9.52mm、最小粒径0.25mmの範囲内に篩い分けたものを使用し、水槽下端から800mmの位置から砂層の厚さを変えることによつて透水性を減小させた。厚さの縮小は上面は平面とし底面に木製の台を設けることにより一気に断面を縮小させてある。収縮部における縮小率は1cm/6cmおよび0.5cm/5.5cmを使用している。この縮小率の変更は最初上部土層を十分つき固め透水性の小さい状態で実験を行なつたところ、意図したような崩壊が起りにくかつたので、上層の密度が小さい状態に改め、それにともなつて水圧の減小を生じないように縮小率を小さくしたものである。

この上の土層は壤土を30cmの厚さにのせたものであるが、この土層中で崩壊を起こさせるためなるべく均等につめる必要がある。この場合壤土を使用したので、均等につき固めることが困難であり、また含水量が多いと密度が大きくなりすぎかつ不均質になる傾向があるので、第5、6回の実験においては乾燥細砂を少量だけ混入し、何れの場合においても数層に分けて順次つき固めてゆくことによりほぼ目的を達し得たものと考えられる。表土層および透水層の粒径加積曲線を図-1に示す。

水槽末端部の排水は実験途中においては透水層のみから排水するものとし、この部分を金網ばり上部は木製水密にした。しかし実験中に壤土層の移動がはげしくなると表面からの滲出水を生じ表面流

(図-1)

粒径加積曲線



が末端部に貯留される状態を生じたので、地表面に接する木部に孔をあけて排水した。底面ならびに側面における水圧測定結果からみれば、以上の排水によつて末端部土壌層中の滞水は全く起つていないものとみとめられる。

本実験において直接測定を行なつたものは、透水層底面中央における水圧分布、側壁面上の種々の高さにおける水圧分布ならびに地表面の移動量である。

水圧の測定は水槽に直角に熔接した内径7mmのパイプにビニール管を連結し、管内の水頭高によつて行なつた。測定パイプの配置は、底面中央においては、水槽上端から200, 400, 600, 800, 1,000, 1,200, 1,400, 1,600, 1,700, 1,800, 1,900, 2,000, 2,100, 2,200, 2,400, 2,600, 2,800mmの各位置とし、これを No.1～No.17と名づけた。No.14すなわち2,200mmの点がちょうど透水層縮小位置に相当し、この上流部600mmの区間は100mm間隔、他の部分は200mm間隔になつている。これは縮小部附近において特に大きい水圧が発生し崩壊に関係するところが大きいと考えられたので細かい区間にとつたものである。側壁面上の水圧測定は底面と同様の方法で行なつたが、その測定位置は水槽底面から50, 100, 150, 200, 300, 350mmの各高さで、水槽上端から600, 1,000, 1,400, 1,800, 2,200, 2,600mmの各位置に底面に直角に配置され、これを A, B, C, D, E, F と呼んでいる。水頭高を求めるにはビニール管を方眼紙上に固定し管内水面の変動を1mmまで肉眼で測定記録し、これを換算整理した結果によつている。途中気泡混入により欠測したものが2, 3出ているが大勢の判断には影響していない。

土の移動量測定は土壌層表面に2本の測線を設け、これに沿つて水槽上下端間に糸を張り、この糸に方眼紙を長さ約10cm、幅1cmに切つたものを固定し、これに接近して地表に直角に立てた木綿針の移動量を肉眼で観測した。したがつて1mm以下の微動については視差・針の移動等の要素による誤差をまぬがれない。このような測点を2測線で各3点設け、計6点における測定結果を一線上に重ねて結果の考察に供した。(写真参照)

別に土壌層中に白墨粉による直線のインデックスを設け、その移動状態をガラス面上にマジックインキで記録し、内部の移動状態の判定、ならびにすべり面の判定の資料とした。その他地表面の変形状態についてもガラス面上に記録参考資料としたが、これらの結果は十分な精度は期待されず、またここで記録されるような大移動は主として崩壊状態に達してから後のものと考えられるので、今回の考察においては特に注意を払っていない。

一回の実験は注水開始に始まり、土層の崩壊によつて終るが、その間最初注水量を少くして上部水槽の水位を一定に保ち、土層中の水流が定常状態に達した後においても地表の移動が開始されないことを確認して後、さらに注水量を増加させた。このようにして地下水流の定常状態を保ちつつ徐々に水位を上昇させついに崩壊を生じる状態に達させるようにはかつた。(ただし第6回の実験においては水位上昇が多少急激に過ぎた傾向がみられる)したがつて上端水槽の水位を基準として実験を進めたので流量測定は特別には行なつていない。

## Ⅲ 実験結果および考察

実験を行なつた回数は6回、このうち完全な崩壊を生じたもの3回、他の3回は装置の不完全のため水圧が十分上昇しなかつたもの、土のつめ方がゆるすぎたために単なる圧縮を生ずるだけで崩壊状態に到るまでに上部水槽の水が地表へ溢出し地表浸食を起したもの、およびつめ方が固すぎたために崩壊が起らず土層全体が水圧によつて持ち上げられ、透水層上面に沿う地下浸食を起したものの3失敗例である。(その他予備実験においては完全な崩壊が起つていたが、この時は正確な測定を行なつていないので考察の対象とすることができなかつた)

実験1～6における実験条件、結果の概要を一括したものが表一1である。表中密度は使用した全土壌重量を体積で割ったものを示し、含水比は実験開始直前すなわち透水層への給水を始める前の含水比を求めたものである。壤土層厚さは透水層上面から壤土層表面まで面と直角に測った長さで、これはあらかじめ水槽内面に印をつけその高さまで壤土をつめたものである。土層深さは、土層表面から水槽底面まで鉛直に測った深さで、最大水頭と対比するために併記した。最大水頭は水槽底面を基準面として測った鉛直高で示されており、いずれの場合においても透水層断面縮小点に起つている。

(表一1)

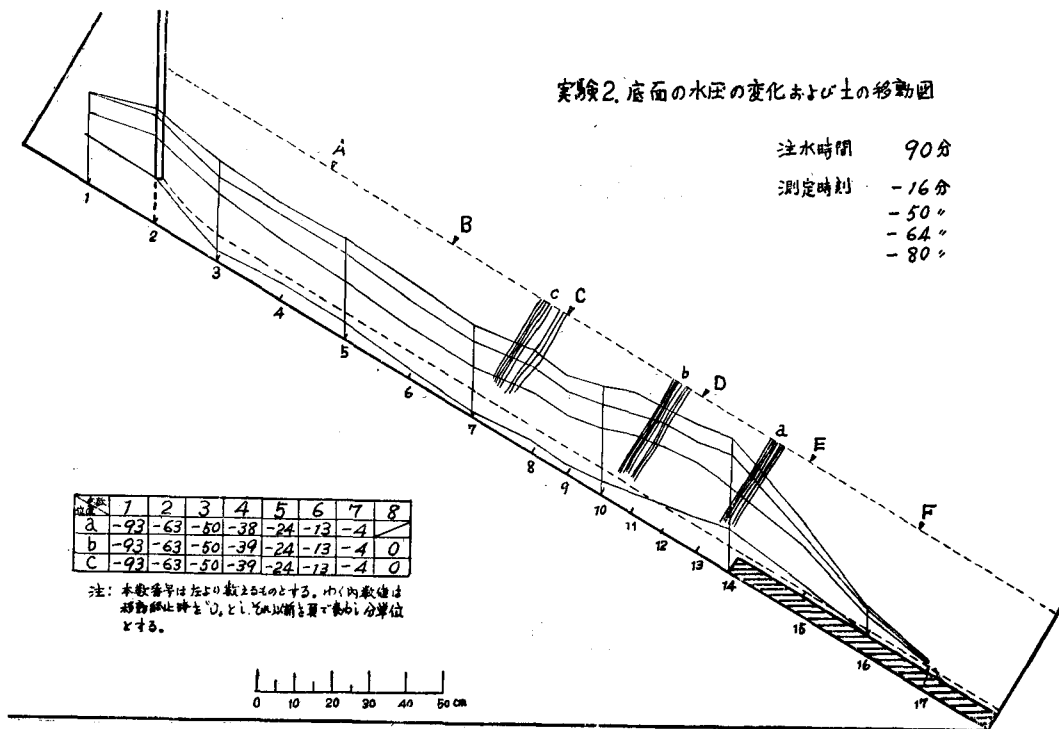
	実験 1	実験 2	実験 3	実験 4	実験 5	実験 6	
密 度	1.73	<b>1.37</b>	1.82	<b>1.90</b>	1.72	1.69	gr/cm <sup>3</sup>
含 水 比	23.01	23.50	24.14	22.44	25.11	18.98	%
空 隙 率	34.3	<b>48.0</b>	33.1	<b>28.2</b>	34.9	36.3	%
液 性 限 界	39.0	39.0	39.0	<b>41.2</b>	39.0	37.0	%
塑 性 限 界	26.0	26.0	26.0	<b>32.0</b>	29.0	28.0	%
壤 土 層 厚 さ	30	30	30	30	27	27	cm
土 層 深 さ	41	41	40.5	40.5	37.5	37.7	cm
最 大 水 頭	<b>33.0</b>	35.5	(52.0)	39.8	62.4	44.0	cm
備 考	水圧上昇 不十分の ため崩壊 せず	空隙過大 のため圧 縮のみを 生じ地表 流により 侵食され る	崩 壊	密度過大 のため移 動せず土 層全面昂 起される	崩 壊	崩 壊	

表一1のように実験1, 2, 4では崩壊が起つていないが、その原因となつた要素は表中アンダーラインをつけてその数字を示しているように、実験1における水圧の上昇不十分、実験2における密度の過小、実験4における密度過大ならびに土性の相異によるものと考えられる。以上のような原因で実験1および実験4においては移動量についての測定結果が得られていないので、以下主として実験2, 3, 5, 6の結果にもとづいて考察を進める。

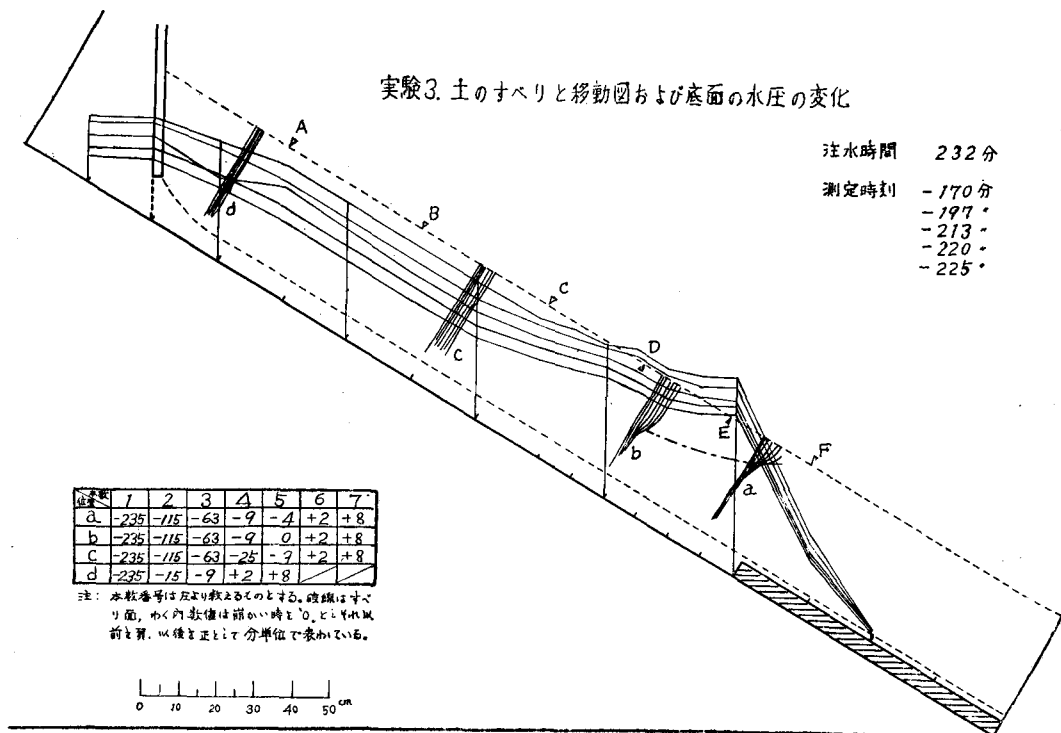
まず実験結果の概況を示したものが図一2, 図一6である。実験2は土のつめ方がゆるすぎたために崩壊が起らなかった例で、この原因によつて比較的低い水圧によつて移動が始まり、また上端水槽の水位がかなり高いにもかかわらず水圧はあまり上昇していない。この場合土層が実験槽の下方に圧縮され、上端水槽との境界面で分離し、そのため給水は透水層のみを通じて行なわれず直接上部土層に浸透し、実験層の上部においては頭初意図したものと逆の現象を生じた。すなわち側壁の水圧は表面に近い点ほど高い水頭を示し、透水層縮小部附近において初めて底部ほど高い水頭がみられた。実験は給水量増大にともない次第に早い運動に移行したが、前述の土層上の滞水からの浸透水が地表に滲出し、この点から小崩壊を生じこれがガリーに発達したため土層全体の状態が実験目的に反するものとなり一応測定を打ち切つた。

実験3は明らかな崩壊が現われた例であるが、この場合図にもみられるように、引張りによるクラックが生じるまでに土層中のインデックスのずれによるすべり面がみとめられ、また崩壊は全面的というよりむしろCDE点を中心とする局所的な現象であつた。水圧測定を-170分で中止しているが

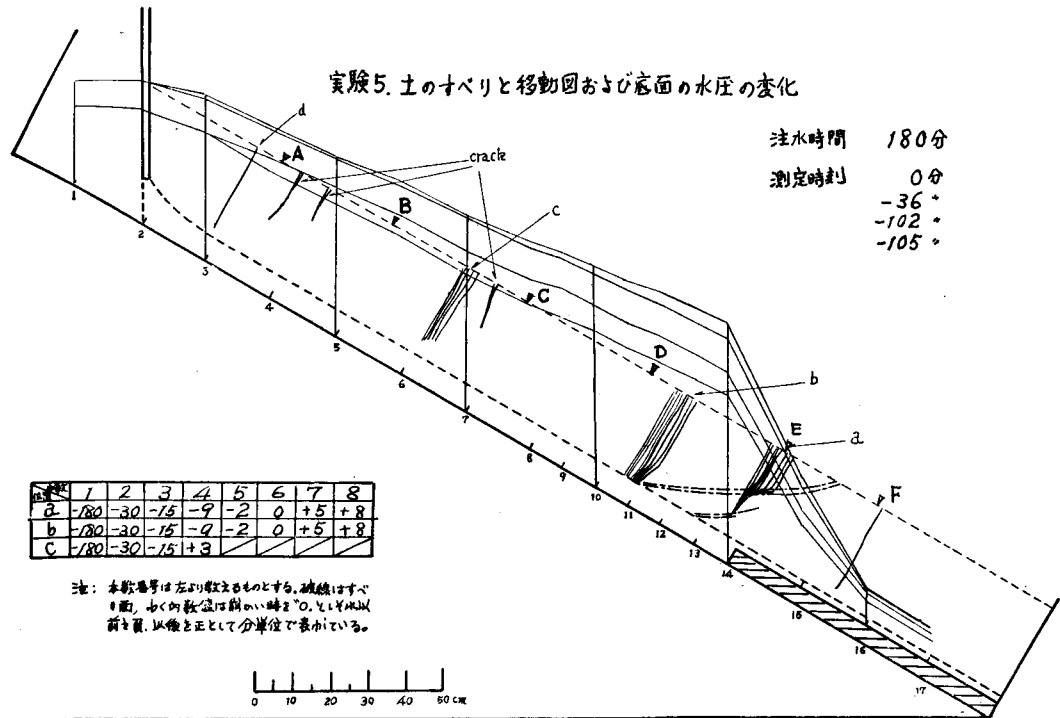
(図-2)



(図-3)



( 図—4 )



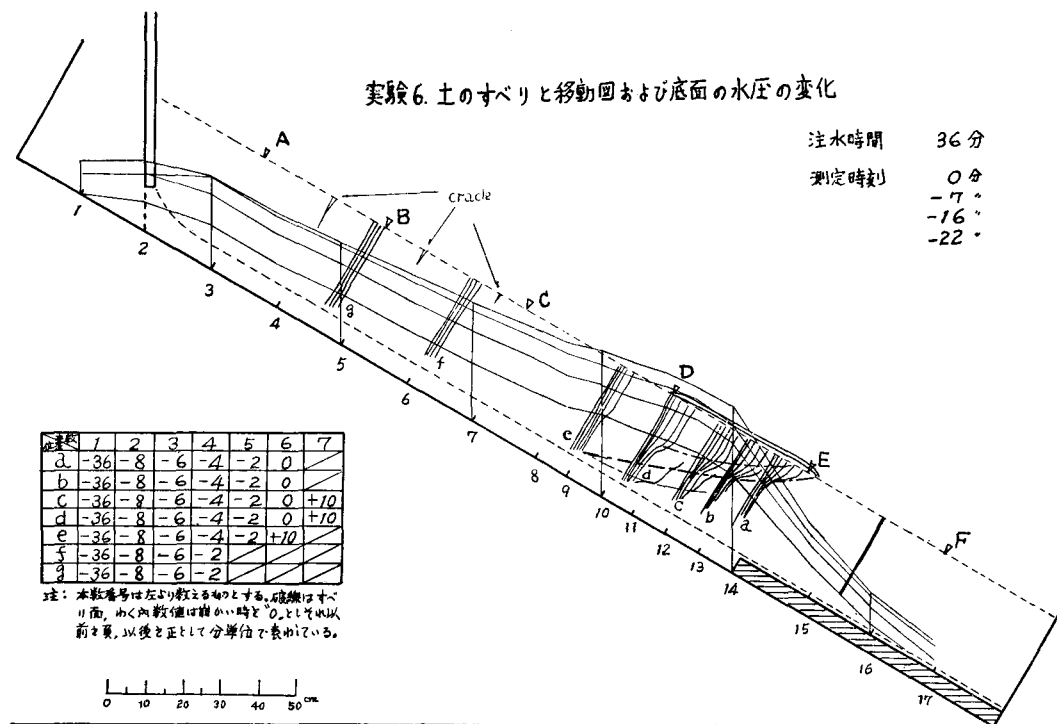
これは装置の不備のため水圧測定パイプよりも高い水頭が現われようとしたので、パイプ先端をつめて水圧が抜けることを防止し、その時刻以後は地表の変形のみを測定したためである。したがって崩壊時には図に示す値よりも大きい水圧が作用していたことになる。またこの実験において、特に局部的な崩壊となつた原因は、実験時間がかかり長く、上部土層中に浸透した水が透水層縮小部の上流では土層を湿潤にし、この部分の土のせん断抵抗力を低下させたためと考えられる。このような状況は崩壊以前の地表面の湿潤状態からも推察された。

実験4は土層が硬すぎた例で、結局最後の段階においては透水層上面における土層昂起と地下浸食が現われたが、この状態においても土層の移動はほとんどみとめられず、また水圧測定においては土層の不均質にもとずくと思われるデーターの散らばりが大きかつたので、考察の対象としては一応省略し単なる参考とするにとどめた。

実験5においては前回までの経験から壤土層の密度過大・不均質を防ぐために圃場の壤土に10%程度の乾燥微砂を混合して使用し、またこのため壤土層の透水性が大きくなることを考慮し、透水層の縮小比を5:55として行なつた。微砂混入によつては図-1の粒径加積曲線においてその差を指摘しうるような影響は現われず、しいていうならば粒径0.05~0.5mm程度の範囲の粒子が多少増加したという程度で、特にこれを別に取扱う必要はみとめられなかつた。縮小比低下の結果水圧はいちじるしく増大し、図-4および写真1~3にみられるような典型的な崩壊が現われた。最初上部Aの下方にクラックを生じ続いて急速な移動が始まり同時にE附近の盛上りが起つている。すべり面はインデックス移動量のずれにより明瞭にみとめられるもので、図において2本の破線で示す間においてすべり面というよりもむしろすべり層というべきものがみられ、この部分の土は細かく破碎され流動性を示し、他の部分と明らかに区別された。Eの底部に現われているすべり面は上部の移動がはげしくなつた後にこの運動の影響を受けて生じたと思われる二次的すべり面である。この実験は一応外形的にはほぼ満足な結果を得たが、なお土層の不均一特に底部のつまり方の不十分など2・3の難点がみら



(図-5)



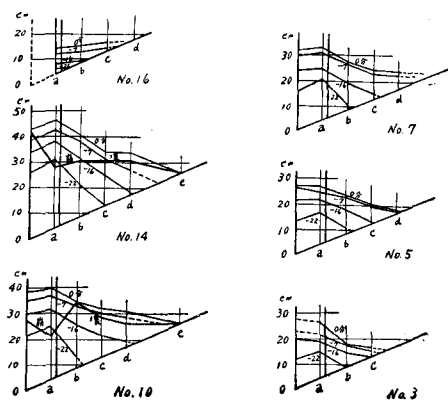
れる。

実験6は前回とはほぼ同一条件を意図して行なつたものであるが、壤土層の密度が小さかつたためせん断抵抗力が小さくなり、水圧があまり上昇しないうちに急激な崩壊を生じた。クラックはやはり上部から順に生じ、すべり面は図の太い破線で示すものを主すべり面とし、運動活発化の後に上下の細い破線で示す二次的すべり面が現われている。崩壊部分は実験5と同様Eの下方からAの下方に至る部分であるが、運動が急速であつたために崩土は一挙に流亡した。全体的な傾向としては実験5と類似し、その移動速度に大きい差がみとめられる。

以上概況図によつて全体的な状況を説明したが、次にさらに他の諸測定値にもとづく考察を行なつてみる。

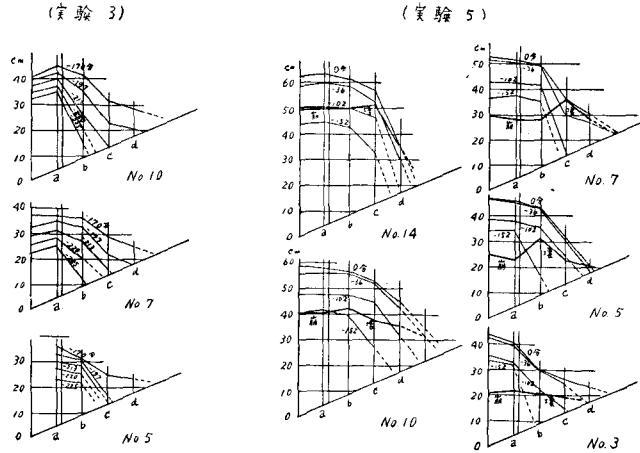
(図-6)

側壁における水圧 (実験6)



まず側壁上の水圧の時間的な変化を示す図-6について考えてみよう。実験6は最もノルマルと思われる測定値であつて、透水層内では底面に近い部分よりも上部の方が高い水頭を示している。すなわち透水層内の流速は一定ではなく、底面附近の流速が大きいことを示しており、これは鋼製槽との境界面附近に水が流れやすいことを考えれば当然の結果と考えられる。境界面上の測定値はないが、この附近に最大水頭が現われるものと考えられ、図-2~4に示した底面上の水圧よりもさらに高い圧力が上部土層に作用するものと考えられる。上部壤土層中への浸透は境界面附近が最大水頭勾配を示し、表層へ進むにしたがい水頭勾配が減少する傾向がみられる。これは上部土層への浸透流

(図-6)



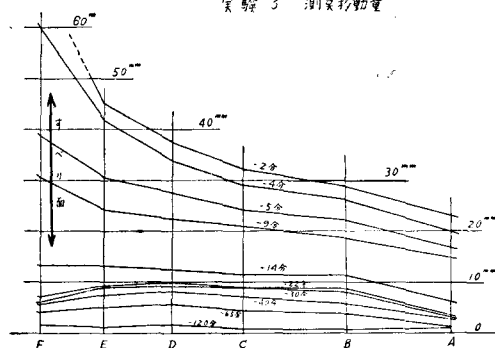
速が境界面で最大となり、地下水面に近づくほど減小することを示している。また同一時刻における各位置を比較すると、境界面における水頭勾配は最大水頭を生じる点 No.14 が最大となり、水頭減少とともに減小している。以上の諸点は予測した状態とほぼ一致し、武居の行なつた理論的考察における仮定に近いものであるが、同一場所における変化をみると、水頭の低い場合の方が大きい水頭勾配を有している。この結果は境界面上の揚圧力が小さいときの方が、十分大きくなつてからよりも上層への透水量が大きいことを示すことになり、最初予想していなかつた現象である。その原因として考えられるものは地下水面附近においては毛管吸引力が作用し、このため水圧測定部に現われる水頭が低下しているもので、実際にはこの測定値における地下水面附近の水頭はもつと高いものになつていくという推定によつて一応説明できると考えられるが、この点に対してはさらに詳細な実験の結果をまつて検討したい。図中 No.14 および No.10 の太線で示すものは崩壊が発生し移動がはげしくなつた時の水圧分布である。崩壊発生と同時に水圧はいちど大きく低下するが、この減小は特に上下層境界面附近に顕著に現われ、すべり面あるいはすべり層を通じて地下水の流亡が起り急激な水圧低下がみられるものと考えられる。最大水頭を示している時刻 0 分においては、すでに運動はかなり活発化しており崩壊は始まつていることは他の測定結果から明らかにされるので、山くずれの場合に地下水の流亡が先行するか、あるいは崩壊が先行しその後に地下水の噴出が生ずるかという疑問に対し、後者の考え方の正当性が確認された。No.16 は縮小部より下流にあたる点で、ここでは水頭勾配は逆になり、この結果よりすれば上部土層から透水層へ逆に浸透が起つていることになるが、この原因は下端の自由放流部では透水層全体からの流下はみられず、底面に沿う浅い流れとなつており、その影響範囲に入つたためと考えられる。実験 3 および実験 5 の結果はいずれも境界面附近で最大水頭勾配が現われずこれから上部土層へ 5 ~ 10cm 入つた点から急勾配をなしている。透水層境界面における上層への浸透量よりも大きい浸透量がさらに上部で生じるということは理解に苦しむところであるが、この場合上部土層の底部のつき固め不十分のため密度が小さかつたこと、給水時間が長かつたためにこの附近の土の細粒部が透水層を通じて浸食流亡しそのため上部土層の底部 5 ~ 10cm の範囲に二次的な透水層が作られたものと考えられる。この間の事情は給水開始後上部土層底部において土粒子の移動がガラス面から観察されたことから推察される。この二次的透水層の出現を考慮するならば、他の現象についてはほぼ実験 6 と同様の考察が適用できる。

移動状態の概況は前出図 - 2 ~ 5 のインデックスによつてほぼ知ることができるが、これを測点移動量によつて示したものが図 - 7 ~ 10 である。実験 2 は崩壊しなかつた例であるのでしばらくおき、

実験3, 5, 6につき考察を進めてみる。まず実験3において下端のすべり面はFのすぐ上部に現われ上端は明らかでないが、その変形状態をみるに22分までは概して中央部附近の移動量が大きく両端で小さい対象形に近い変形状態である。これは上端部附近は引張り、下端部附近は圧縮変形を生じ中央部ではほとんど変形が起つていない状態を示すもので、傾斜した底面を支持された弾性体の自重による変形に相当するものと考えられる。-22分~-14分の間で変形の状態がいちぢるしく変化し下端ほど大きい移動量になつてゆくが、この間において土層中のせん断破壊が起り、以後の移動は主として塑性流動によるものが現われていると解することができる。実験5においてはAFはともに崩壊外部にあり、前述の移動状態変化は-30分~-20分に起つたものとみることが出来る。またAおよびFの最終的な移動量をみると、約4mmおよび約2mmであつて、状態変化すなわち崩壊のはじまつた時刻-30分頃には両者とも約2mmであつて、特に上部の引張り破壊が先行して全体の崩壊に移行すると考える根拠はないように思われる。単なる観察においてはクラックの発生は下端のすべり面の発生よりも目につきやすいために、上端の引張り破壊が先ず起り、この時においても下端はまだ安定な状態にあるという考え方が行なわれているが、この実験結果からするならば、土層内のせん断破壊は全面的にはほぼ同時に起つていていると考える方が正当と認められる。実験6においてもAFは崩壊部分外にあり、実験5における同様の考え方が成立する。この場合崩壊は-5分~-3分頃に起つたものと考えられるが、崩壊発生後塑性流動によつて崩壊土層内部に二次的、三次的な崩壊が現われている。実験3では上部クラックが生じていないことおよびAFの最終的移動量によれば、むしろ上端の方が大きい変形が起つていていることを

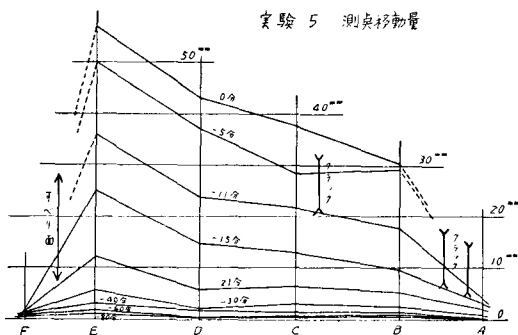
(図-7)

実験3 測点移動量



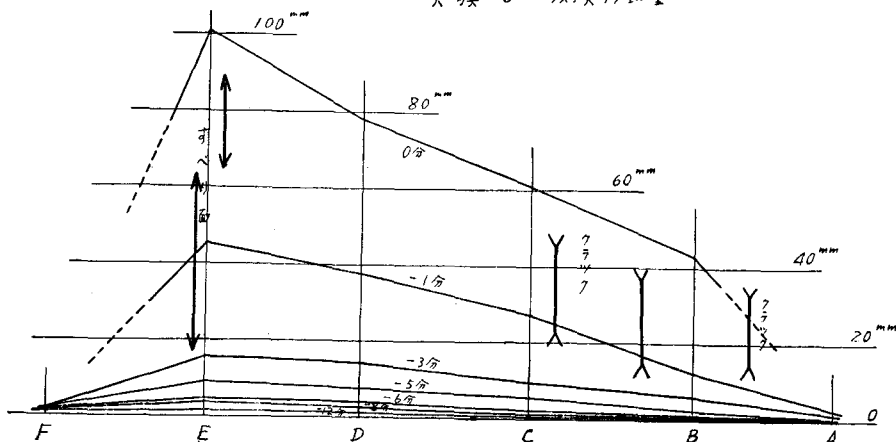
(図-8)

実験5 測点移動量



(図-9)

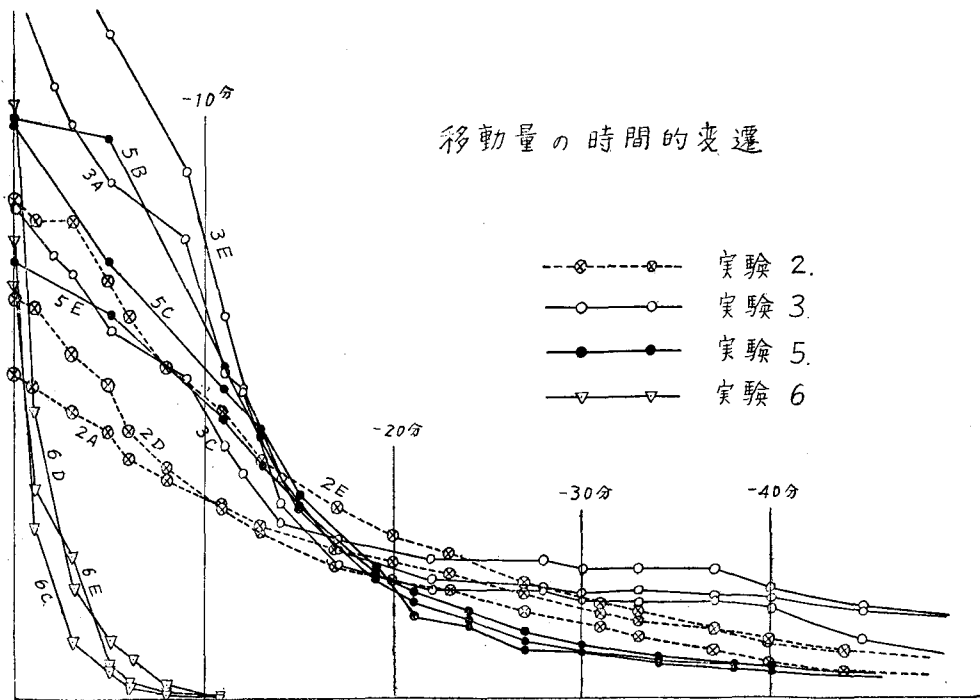
実験6 測点移動量



考えれば、上端における引張り破壊が先行するという考え方に対しては一層否定的な結果を与えているが、Aの移動量についてはクラックによる分離後安定的な変形がさらに加わったものと考えれば、下端の破壊が先行するとまで極論することはできないであろうが、少くとも全面的にはほぼ同時に破壊条件に達すると考えてよいであろう。最後に崩壊の起らなかった実験2の測定値をみると、これはちょうどすべり土塊下半部の安定な変形状態が拡大された形になつている。実験途中ガラス面から土粒子の移動が観察されるような疎な堆積状態であつたので粒子配列の移動による圧縮が主に起り、下端部の圧縮応力があまり大きくなかなかつたために、ついにせん断破壊に至らぬうちに実験を終つたものと考えられる。

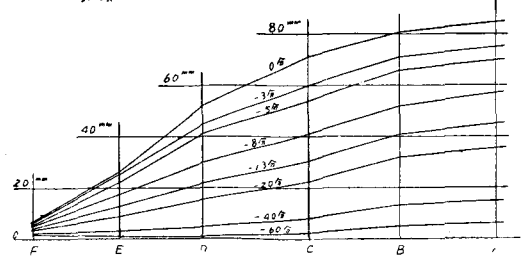
以上は各時刻をとりあげて各点の移動状態を検討したものであるが、次に移動速度の時間的変遷をとりあげたものが図-11である。この図は移動速度の時刻による相対的な変化のみを比較するため、各点の移動量を適当な縮尺で一実験に対しほぼ近い点に集まるようにプロットしてこれを結んだもので、各点の位置および線の勾配の数値自体には意味はない。しかしこの図によつてみとめられるところは実験3において-22~14分、実験5において-30~20分、実験6において-5~3分という、先に指摘した変形状態の質的変化が起る時刻には、移動速度がかなり明瞭に変化していることである。すなわち塑性流動の開始は斜面中の各点の変形状態の変化によつてみとめられるばかりでなく、任意の一点をとつて観測してもその移動速度の急変によつて知ることができる。ここに崩壊の起らなかった実験2の結果を破線で示してあるが、この例は他のものと異なりこのような速度の急変点を明示す

(図-11)



(図-10)

実験 2 測定移動量



ることができない。もしこのような状態で崩壊を生ずるに至るとすれば、実験6の実線が示すような急激な運動速度になるものと推定され、実験2においては表面溢水により実験を中止したが、このような障害が起らなければその後において実験6にみられたような急激な崩壊が起つたのではないかと推察される。

#### IV 総 括

以上今回の実験はその回数が少く、まだ技術的にも改良さるべき点は多いが、その結果を総括すると次のようになる。

1) 模型実験における崩壊の発生を支配した要素は土の密度および最大水圧の大きさに、密度が一定範囲内にあり、水圧が十分高いことが必要であつた。

2) 途中で断面が縮小する透水層に給水し、かなりの時間中一定揚圧力を作用させることにより崩壊を起すことに成功したが、上部土層の均一性を保つこと、および底部の細粒子流亡による二次的透水層が生じる点で、データーの整理検討に問題が残される。このような不確実な要素の除去ができるならば、さらに定量的な考察が可能であろう。

3) 水圧の低下は塑性流動開始後運動がかなりはげしくなつてから起るもので、地下浸食によつて水の急激な流動が起りこれを契機として崩壊するのではない。

4) 崩壊現象すなわち塑性流動の開始は地表面移動量分布の質的な変化によつて知ることができる。

5) 土層のせん断破壊は上端から下端までほぼ同時に起り、上部クラックの発生は単なる上端のみの破壊を示すものではなく、全面的な破壊を意味する、土層全体の移動がこれによつて停止するか否かについては他の条件に支配されるものと考えられるが、この問題についてはさらに実験を要する。

6) 崩壊の開始は変形量分布の質的变化のみならず、一点における移動速度の急変によつても知ることができる。

その他実験技術上の問題として、給排水の調整、移動量・水頭の連続記録、微小移動量の正確な測定、崩壊時の水頭変動の記録、実験中の外部条件変化の影響など今後改良検討すべき問題は多々残されていると思うが、一応今回の実験によつて得た結論においても、かなり興味深い諸点を指摘することができたのでここに報告する次第である。

なお本研究には昭和35年度、文部省科学試験研究費による補助金を使用した。

#### Summary

This is the report on the model experiment of landslide, which was carried out by the action of artificial ground water pressure. The experimental flume had 300cm length, 30cm width and 60 cm height, and it was fixed at 30° gradient to the horizon. The model slope in this flume consisted of two layers, the upper one was clay loam layer of about 30cm thickness and the lower one was sand layer of about 5cm thickness. Since the lower layer was contracted on the halfway, the supplied water in this layer posed high hydraulic pressure in the adjacent region of contracting point. Then the neutral stress in the soil layer arose for this high pressure caused the reduce of shearing resistance, and the typical model landslide occurred.

We measured the slope surface displacement, the hydraulic pressure variation and the general movement of soil in the course of landslide. The following conclusions were gained for the con-

sideration of experimental data.

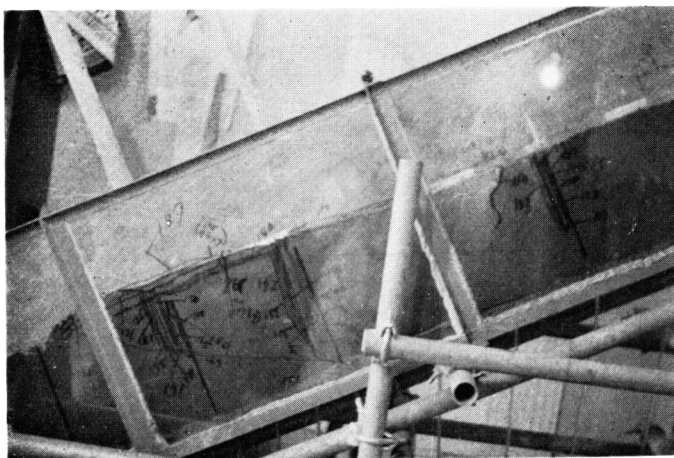
1 Model landslides occurred for some arranged conditions, which were the uniform and medium density of soil layers, and suitably high hydraulic pressure.

2 In the course of landslide occurrence, the rupture of soil layer emerged ahead of the ground water abrupt efflux. It was confirmed of the belated pore pressure decrease after the abrupt movement of soil by means of the landslide occurrence. (Fig. 6)

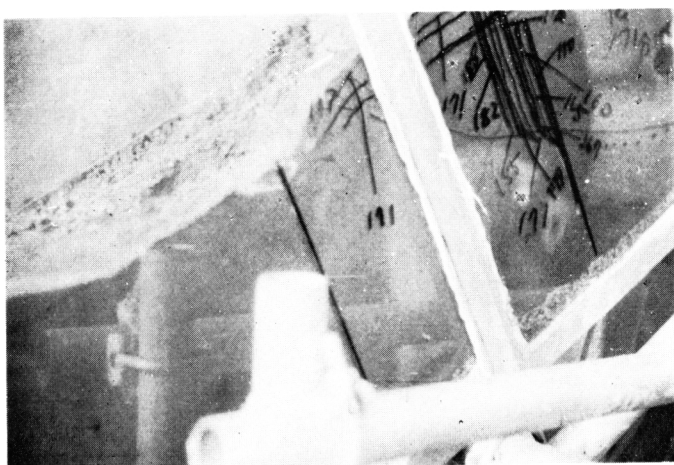
3 The emergence of landslide was judged most distinctly by the change of the distribution of surface deformation. Although the longitudinal deformation of any points on the slope surface for the stable state distributed symmetrically with the midst of the sliding mass, when the landslide started, the movement of lower portion increased suddenly, and the distribution diagram changed to the type of simply increasing as the distance from the upmost point. (Fig. 7, 8, 9)

4 This emergence was detected similarly with the change of moving velocity of any point. Still the phenomena had not so much evidence than the former, but the observation of it may serve for the practical method for the forecasting means of the landslide occurrence. (Fig. 10)

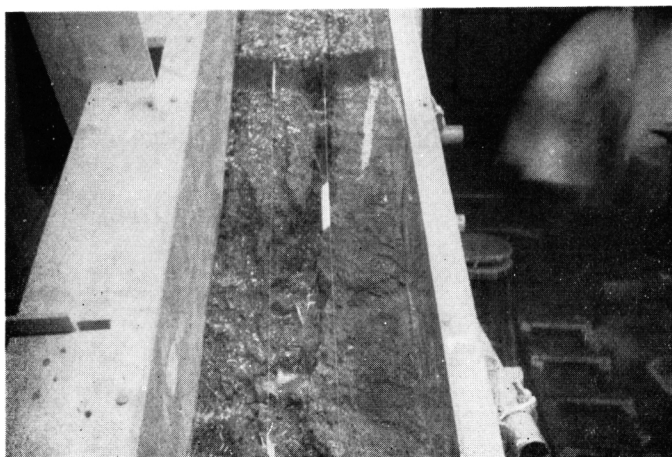
5 The rupture of stable state started at the same time in almost whole portion of the boundary surface of sliding mass. The emergence of tension crack at the upper region of soil layer was not ahead of the wholly regional disintegration.



実験5における移動状況インデックスおよび地表面の変形を示す



実験5 すべり面附近の変形状態および地表の隆起を示す



実験5のクラック崩壊を生じた後、クラック面からの滲出水により地表侵食が起つている